

Primljen / Received: 22.1.2019.

Ispravljen / Corrected: 25.3.2019.

Prihvaćen / Accepted: 8.5.2019.

Dostupno online / Available online: 10.3.2020.

Indeks oštećenja armiranobetonskih stupova

Autori:

Dr.sc. **Mounir Ait Belkacem**, dipl.ing.građ.Državni centar za seizmička istraživanja, Alžir
ait_belkacem1@yahoo.fr

Autor za korespondenciju

Prof.dr.sc. **Hakim Bechtoula**, dipl.ing.građ.Državni centar za seizmička istraživanja, Alžir
bechhakim@gmail.comProf.dr.sc. **Nouredine Bourahla**, dipl.ing.građ.

Tehničko veleučilište u Alžiru, Alžir

Zavod za graditeljstvo

Laboratorij za seizmiku i dinamiku konstrukcija

LGSDS

nedbourahla@gmail.com**Adel Ait Belkacem**, dipl.ing.građ.Sveučilište za znanost i tehnologiju Bab Ezzouar,
USTHBAdel.AitBelkacem@keller-algerie.com

Prethodno priopćenje

Mounir Ait Belkacem, Hakim Bechtoula, Nouredine Bourahla, Adel Ait Belkacem

Indeks oštećenja armiranobetonskih stupova

Jaki seizmički pomaci tla mogu uzrokovati različite razine oštećenja armiranobetonskih građevina. Indeks oštećenja (DI) jedan je od pouzdanih načina za kvantitativno mjerenje razine oštećenja koju građevine mogu izdržati u takvim okolnostima. U ovom se radu prikazuju postojeći koncepti te se predlaže novi koncept u kojem se u obzir uzima duktilnost s obzirom na pomak uzoraka opterećenih pri malim kutovima zaokreta ili u pokusu niskocikličnog zamora. Predloženi DI uspješno je primijenjen za predviđanje razine oštećenja u okviru nekoliko slučajeva.

Ključne riječi:

armiranobetonske građevine, potres, indeks oštećenja, duktilnost s obzirom na pomak

Research Paper

Mounir Ait Belkacem, Hakim Bechtoula, Nouredine Bourahla, Adel Ait Belkacem

Damage index for reinforced concrete columns

Severe earthquake ground motions can cause various levels of damage to reinforced concrete structures. Among others, damage index (DI) is a reliable means to quantitatively measure the extent of damage that can be endured by a structure in such circumstances. This paper outlines available concepts with a view to propose a new concept taking into account the displacement ductility of specimens loaded under low rotation angles or subjected to low fatigue test. The proposed DI has been successfully applied to predict damage levels in several case studies.

Key words:

reinforced concrete structures, earthquake, damage index, displacement ductility

Vorherige Mitteilung

Mounir Ait Belkacem, Hakim Bechtoula, Nouredine Bourahla, Adel Ait Belkacem

Schadensindex von Stahlbetonsäulen

Starke seismische Verschiebungen des Bodens können Stahlbetongebäude unterschiedlich stark beschädigen. Der Schadensindex (DI) ist eine zuverlässige Methode für eine quantitative Messung des Schadensniveaus, dem ein Gebäude unter solchen Umständen standhalten muss. In dieser Abhandlung werden bestehende Konzepte dargestellt sowie ein neues Konzept vorgeschlagen, in dem die Duktilität in Bezug auf die Verschiebung der Proben berücksichtigt wird, die bei niedrigen Drehwinkeln oder im Ermüdungsexperiment mit geringem Zyklus belastet werden. Das vorgeschlagene DI wurde für die Vorhersage des Schadensniveaus im Rahmen einiger Fallstudien erfolgreich angewendet.

Schlüsselwörter:

Stahlbetongebäude, Erdbeben, Schadensindex, Duktilität in Bezug auf die Verschiebung

1. Uvod

Pitanje indeksa oštećenja razmatrano je u većem broju istraživanja kako bi se omogućilo što prikladnije klasificiranje oštećenja uslijed potresa. Indeksi oštećenja mogu se svrstati u tri kategorije [1-4]:

a) Indeksi lokalnih oštećenja: kod cikličnog opterećenja, indeksi oštećenja su kumulativni i ovise o obliku vala i o broju ciklusa. Međutim, indeksi oštećenja mogu biti i nekumulativni kada se radi o necikličnom opterećenju.

b) Indeksi globalnih oštećenja: odnose se na čitavu građevinu, a zapravo se tu radi o kombinacijama indeksa lokalnog oštećenja. Oni se određuju zbrajanjem ponderiranih lokalnih indeksa ili ocjenjivanjem modalnih svojstava pri promjeni svojstava oštećene građevine;

c) Indeksi pojedinačnih oštećenja: odnose se na pojedinačne komponente ili pojedinačne elemente građevine.

Današnje koncepcije koje se odnose na indeks oštećenja mogu se podijeliti u dvije strogo razgraničene kategorije – kumulativni indeksi oštećenja i nekumulativni indeksi oštećenja. Ovi drugi su općenito jednostavniji, ali često ne omogućuju precizno određivanje razine oštećenja jer se u obzir ne uzimaju utjecaji cikličnih opterećenja. S druge strane, kumulativni DI su koherentniji, ali i kompliciraniji od nekumulativnih DI jer se tu u obzir uzimaju utjecaji cikličnog opterećenja. U poglavljima koja slijede analiziraju se DI koji su trenutačno u upotrebi i kratko se objašnjava njihov značaj.

Nekumulativni indeksi oštećenja

Najjednostavniji danas dostupni DI je koeficijent duktilnosti koji se izražava kao odnos između najvećeg pomaka u_m u vremenu opterećenja i pomaka pri prvom popuštanju u_v . Prema ovom konceptu, indeksi oštećenja variraju od 0 do 1 kada se građevina nalazi u području prije popuštanja, a indeks je veći od 1 kada građevina uđe u plastično područje nakon popuštanja. Dakle, nema gornje granice kojom bi se definiralo stanje sloma. Bočni pomak je jedan od parametara koji se najčešće koriste za definiranje stupnja oštećenja građevine. Prema tom konceptu, DI se iskazuje kao odnos maksimalnog relativnog bočnog pomaka Δu kata ili građevine i visine tog kata ili građevine h . Taj odnos nazivamo međukatnim pomakom, a njime određena magnituda indeksa oštećenja je mnogo niža od 1.

Razlikuju se dvije vrste katnog pomaka – privremeni pomak i trajni pomak. Obje vrste pomaka usko su povezane s indeksom oštećenja pa se stoga često primjenjuju za ocjenjivanje razine oštećenja građevina. Slijede upute iz dokumenta FEMA 356 (ASCE, 2000) koje se mogu primijeniti za određivanje indeksa oštećenja građevine [5]:

- Vrlo malo oštećenje (potpuna uporabivost): nema naznaka trajnog pomaka. Nije narušena prvobitna krutost i otpornost građevine iako se na pojedinim elementima mogu uočiti manje pukotine.

- Malo oštećenje (useljivost): privremeni pomak $< 1 \%$, bez zanemarive razine ili sa zanemarivom razinom trajnog pomaka.
- Srednje oštećenje (zaštita života): privremeni pomak $< 2 \%$ i trajni pomak $< 1 \%$. Konstrukcija je zadržala rezidualnu otpornost i krutost, ali je popravak građevine ekonomski neisplativ.
- Jako oštećenje (sprečavanje rušenja): privremeni ili trajni pomak $< 4 \%$.

Osim pomaka, pojedinačne razine ponašanja (trenutna useljivost (eng. *Immediate Occupancy* - IO), zaštita života (eng. *Life Safety* - LS) i sprečavanje rušenja (eng. *Collapse Prevention* - CP)) definirane su u dokumentu FEMA 356 (ASCE, 2000) i na temelju sposobnosti nosivosti u području plastičnih zglobova. Oštećenja betonskih okvirnih konstrukcija analizirana su 1981. godine, a DI je definiran kao odnos početne krutosti i smanjene sekantne krutosti pri maksimalnom pomaku. U ovom se modelu kod popuštanja dobiva DI vrijednost 0 dok se DI vrijednost 1 postiže pri krajnjem pomaku.

Osim toga, istraženo je i seizmičko oštećenje AB elemenata te predložen DI na osnovi fleksibilnosti konstrukcije, što je kasnije izmijenjeno na način prikazan u izrazu (1) [6-8].

$$DI = \frac{f_m - f_0}{f_u - f_0} \quad (1)$$

gdje je f_0 fleksibilnost prije popuštanja, f_m je sekantna fleksibilnost pri određenom opterećenju a f_u je sekantna fleksibilnost pri krajnjem opterećenju. Međutim, ovaj model ima ista ograničenja kao i model koji su predložili Roufaiel i Meyer [6].

Uzimajući u obzir varijabilnost osnovnog perioda (T), tj. činjenicu da građevine trpe različite razine oštećenja nakon seizmičke pobude, predloženi je indeks nazvan "konačno omekšanje", i on je kasnije korišten za definiranje DI kako je prikazano u izrazu (2). Varijabilnost osnovnog perioda tek je kasnije implementirana u model oštećenja [9-11].

$$DI = 1 - \left[\frac{T_{\text{initial}}}{T_{\text{final}}} \right]^2 \quad (2)$$

gdje je T_{initial} osnovni period prvog koraka, a T_{final} je osnovni period posljednjeg koraka. Usvojen je sličan postupak u kojem su osnovni periodi zamijenjeni krutostima građevine pri ocjenjivanju stupnja oštećenja. U izrazu (3) prikazana je formulacija za i -ti kat, a u izrazu (4) prikazan je DI za čitav okvir [9, 10, 12]:

$$DI = 1 - K_{\text{final}}^i / K_{\text{initial}}^i \quad (3)$$

$$DI = 1 - K_{\text{final}} / K_{\text{initial}} \quad (4)$$

Oštećenje uslijed potresa je procijenjeno deterministički, a koriste se pomaci za proračun DI prema izrazu (5), gdje je u_m maksimalni

pomak, u_y je pomak pri popuštanju, a u_u je krajnji pomak pri monotonom opterećenju. Treba napomenuti da se postupak rušenja može objasniti kao: početak rušenja, skoro rušenje (napredovanje prema rušenju) i potpuno rušenje. Konačni pomak u_u definira se kao pomak na početku rušenja; stoga je vrijednost u_m veća od vrijednosti u_u kada je građevina u stanjima skorog rušenja i potpunog rušenja. Ograničenje izraza (5) sastoji se u činjenici da vrijednost DI postaje negativna kada se građevina nalazi u području prije popuštanja, a DI je veći od 1 kada je građevina u stanju koje slijedi nakon početka rušenja [13].

$$DI = \frac{u_m - u_y}{u_u - u_y} \quad (5)$$

Nedavno je predložen koncept DI u kojem se kombinira savojni DI (D_{fl}) i posmični DI (D_{sh}). Taj je koncept prikazan u izrazu (6) [14]:

$$DI_{tot} = 1 - (1 - D_{fl})^\alpha \cdot (1 - D_{sh})^\beta \quad (6)$$

gdje su α i β eksponenti koji se odnose na relativni utjecaj vrijednosti D_{fl} definirane u izrazu (7) i vrijednosti D_{sh} definirane u izrazu (8) u procjeni ukupnog indeksa oštećenja DI_{tot} . Također, predlaže se usvajanje izraza $\alpha = \beta = 1$. U izrazu (9) prikazana je modificirana verzija ukupnog DI, što uključuje i pojedinačna djelovanja savijanja i posmika [14].

$$D_{fl} = 1 - \left(1 - \frac{\varphi_{max} - \varphi_0}{\varphi_u - \varphi_0} \right)^\xi \quad (7)$$

$$D_{sh} = 1 - \left(1 - \frac{\gamma_{max} - \gamma_0}{\gamma_u - \gamma_0} \right)^p \quad (8)$$

$$D_{tot} = 1 - \left(1 - \frac{\varphi_{max} - \varphi_0}{\varphi_u - \varphi_0} \right)^\xi \cdot \left(1 - \frac{\gamma_{max} - \gamma_0}{\gamma_u - \gamma_0} \right)^p \quad (9)$$

gdje je φ_{max} maksimalna zakrivljenost, φ_u je kapacitet zakrivljenosti a , dok je γ_{max} maksimalna posmična deformacija, je kapacitet posmične deformacije, a γ_0 je prag posmične deformacije. ξ i p su parametri koeficijent savojne deformacije tj. koeficijent posmične deformacije. Pod pretpostavkom da su oba jednako važna, tj. $\xi = p$, njihova predložena vrijednost DI može se izraziti kako je prikazano u izrazu (10).

$$D_{tot} = 1 - \left(1 - \frac{\varphi_{max} - \varphi_0}{\varphi_u - \varphi_0} \right)^\xi \cdot \left(1 - \frac{\gamma_{max} - \gamma_0}{\gamma_u - \gamma_0} \right)^\xi \quad (10)$$

U spomenutim radovima [9-11] pretpostavljeno je da je $\varphi_0 = \gamma_0 = 0$. Tako se za svaku malu elastičnu deformaciju dobivaju indeksi oštećenja veći od 0. Ako vrijednosti i odgovaraju vrijednostima pri popuštanju, tada su koeficijent zakrivljenosti iz izraza (7) te koeficijent deformacije pri posmiku iz izraza (8) vrlo slični koeficijentu deformacije iz izraza (6), gdje se deformacija dijeli na utjecaj savijanja i utjecaj posmika.

Kumulativni indeksi oštećenja

Modeli kumulativnog oštećenja prikladniji su za ocjenjivanje stupnja oštećenja građevine kada se radi o cikličnom opterećenju ili potresnom djelovanju. Pitanje ciklične naravi opterećenja obično se rješava tako da se koristi parametar oštećenja koji se kumulativno mijenja tijekom djelovanja opterećenja. Jednostavnim rječnikom, DI se može izraziti u smislu kumulativnog oštećenja kao suma neelastičnih zaokreta u poluciklusima u odnosu na zaokret pri popuštanju [15].

U izrazu (11) predlaže se DI koji se temelji na pomacima konstrukcije i disipiranoj histerezoj energiji tijekom seizmičkog djelovanja [16].

Ova definicija DI je izravna i jednostavna pa se vrlo često koristi i primjenjiva je u većini slučajeva za određivanje različitih, jasno definiranih razina oštećenja [10]. Dotična se definicija može formulirati kako slijedi:

$$DI = \frac{u_m}{u_u} + \beta \frac{E_h}{F_y u_u} \quad (11)$$

gdje je u_m maksimalni pomak sustava s jednim stupnjem slobode (SDOF) zbog seizmičkog djelovanja, u_u je krajnji pomak pri monotonom opterećenju, E_h je histerezojna energija koja se disipira prema SDOF sustavu, F_y je sila pri popuštanju, a β je parametar koji se odnosi na djelovanje opetovanog opterećenja.

Potrebno je napomenuti da stanje $DI > 0$ odgovara stanju konstrukcije kod kojeg deformacija nastupa u elastičnom području, dok stanje $DI > 1$ odgovara stanju rušenja konstrukcija bez definirane gornje granice DI. Stanje oštećenja može se podijeliti u pet razina:

$DI < 0,1$	bez oštećenja ili s lokaliziranom pojavom manjih pukotina.
$0,1 \leq DI < 0,25$	manje oštećenje, pojava manjih pukotina po cijeloj konstrukciji.
$0,25 \leq DI < 0,40$	srednje oštećenje, značajno raspucavanje, lokalizirano odlamanje zaštitnog sloja.
$0,4 \leq DI < 1,00$	jako oštećenje, gnječenje betona, vidi se armatura.
$DI \geq 1,00$	rušenje.

$DI \geq 0,8$ se predlaže kao stanje rušenja; DI se također predlaže za dio konstrukcije (pojedinačni kat) i za čitavu konstrukciju i u tu se svrhu koristi ponderski faktor baziran na disipiranoj histerezoj energiji (E) elementa, kako je to prikazano u izrazima (12) do (15) [15, 16]:

$$DI_{storey} = \sum_{i=1}^n \left(\lambda_{i,component} \cdot DI_{i,component} \right) \quad (12)$$

$$\lambda_{i,component} = \left[\frac{E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \right]_{component} \quad (13)$$

$$DI_{\text{overall}} = \sum_{i=1}^n (\lambda_{i,\text{storey}} \cdot DI_{i,\text{storey}}) \quad (14)$$

$$\lambda_{i,\text{storey}} = \left[\frac{E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \right]_{\text{storey}} \quad (15)$$

Park i Ang [16] predložili su 1985. godine koncept koji su usvojili mnogi istraživači. Ovdje se razmatraju neke od kasnijih izmjena tog koncepta. U okviru najznačajnije izmjene, pomoci su zamijenjeni odnosom momenta savijanja i kuta zaokreta, te je elastični ili povratni zaokret, kao što je to prikazano u izrazu (16) [16-18]:

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \beta \frac{E_h}{M_y \theta_u} \quad (16)$$

gdje je θ_m maksimalni zaokret tijekom djelovanja opterećenja, θ_u je krajnji kapacitet zaokreta, θ_r je povratni zaokret pri rasterećenju, a M_y moment savijanja pri popuštanju. Prednost ove izmjene je činjenici da je DI jednak 0 kada se konstrukcija nalazi u elastičnom području. Međutim, tim se prijedlogom ne rješava problem da je $DI > 1$ u trenutku otkazivanja konstrukcije. Predložene su i neke druge manje izmjene modela koji su predložili Park i Ang [16]. Potrebno je napomenuti da istraživači još uvijek često koriste originalni model Parka i Anga iako je predložen prije više od tri desetljeća [19-24].

Stephens [25] je predložio indeks oštećenja utemeljen na teoriji niskocikličnog zamora a namijenjen je za analizu oštećenja konstrukcija izloženih potresnom djelovanju.

Kalibracija predloženog indeksa oštećenja relativno je složena, tj. obuhvaća čitavu povijest odziva konstrukcije, ali ne uzima u obzir utjecaj plastičnih deformacija predloženih u izrazu (17) prema sličnom pristupu koji se bazira na pravilima niskocikličnog zamora. Osnovno ograničenje ovog prijedloga leži u činjenici da indeks oštećenja postaje negativan kada se konstrukcija nalazi u području prije popuštanja dok je $DI > 1$ u trenutku otkazivanja konstrukcije [12, 26].

$$DI = \frac{u_m - u_y}{u_u - u_y} \frac{1}{1 - \frac{E_h}{4(u_u - u_y)F_y}} \quad (17)$$

Razina oštećenja koju može podnijeti konstrukcija blisko je povezana s količinom disipirane energije. Stoga se indeks oštećenja može definirati kao odnos zahtjeva za histereznom energijom (E_h) i sposobnosti konstrukcije da disipira energiju pri monotonom opterećenju (E_{hu}) [27, 29].

Očito je da takvom definicijom indeksa oštećenja nije utvrđena gornja granica kojom bi se karakteriziralo stanje rušenja. Za definiranje indeksa oštećenja koristi se i apsorbirana energija, kako je to prikazano u izrazu (18) [30].

$$DI = (2 - b) \frac{aNE_h}{2r(\mu_u - 1)} \quad (18)$$

gdje je a parametar konstrukcije koji se odnosi na energiju potresnog djelovanja; b je parametar konstrukcije kojim se karakterizira stabilnost histereznog ciklusa; r je faktor umanjenja kojim se karakterizira sposobnost sustava da izdrži ciklične deformacije; $\mu_u = u_u/u_y$ je krajnja duktilnost; $aNE_h = E_h/F_y u_y$ je normalizirana histerezna energija. Parametar b varira u rasponu od 1,5 do 1,8. Vrijednost $b = 1,5$ koristi se u seizmičkom projektiranju duktilnih konstrukcija. U tom se slučaju izraz (18) može iskazati i kao izraz (19) [31].

$$DI = \frac{aE_h}{r[4(u_u - u_y)F_y]} \quad (19)$$

U nazivniku $4(u_u - u_y)F_y$ je energija potpunog krajnjeg ciklusa u slučaju elastičnog savršeno plastičnog ponašanja konstrukcije. Općenito, jednadžba (19) je u osnovi odnos zahtjeva histerezne energije i energije jednog potpunog krajnjeg ciklusa (koji se može nazvati energetske kapacitetom).

Međutim, uključivanjem dva faktora: a za zahtjev energije, (E_h) i r za energetske kapacitet, indeks oštećenja postaje jednak broju 1 u trenutku rušenja konstrukcije. Prema autorima, u tom se modelu oštećenja mogu uočiti dva problema: usklađivanje korištenih definicija s objavljenim rezultatima istraživanja, te jasno razumijevanje modela oštećenja u praktičnom projektiranju pojedinačnih građevina [30].

Na temelju indeksa oštećenja definiranih za odabrane uzorke te uzimajući u obzir rezultate ispitivanja niskocikličnog zamora, u ovom se radu predlaže nova formulacija koeficijenta β .

U završnom se dijelu istražuje i odnos između indeksa oštećenja i stanja oštećenja svih uzoraka.

2. Ponašanje okruglih stupova pri ispitivanju na zamor

Ispitano je dvanaest okruglih stupova mosta i pritom su primijenjeni različiti obrasci opterećenja. U ovom se poglavlju analizira samo šest uzoraka. Podaci su preuzeti iz baze podataka koju je izradio M.O. Eberhard na Sveučilištu Washington. Usporedba prototipa i modela prikazana je u tablici 1. [32].

Dva su uzorka korištena za usporedno ispitivanje: prvi je uzorak opterećen monotono i jednosmjerno sve do sloma, a drugi je podvrgnut standardnom kvazistatičkom cikličnom opterećenju. Na četiri uzorka ispitane su karakteristike zamora u ciklusima konstantne amplitude.

2.1. Projektiranje uzorka za ispitivanje

Odabrani je model uzorka umanjen na jednu četvrtinu za koji nije bila potrebna nikakva posebna obrada. Korišteno je isključivo dimenzionalno umanjanje. U tablici 1. prikazane su dimenzije, detalji o armaturi, čvrstoća betona, osno opterećenje korišteno u ispitivanju te otpornost na bočno opterećenje prototipa i modela.

Tablica 1. Usporedba prototipa i modela

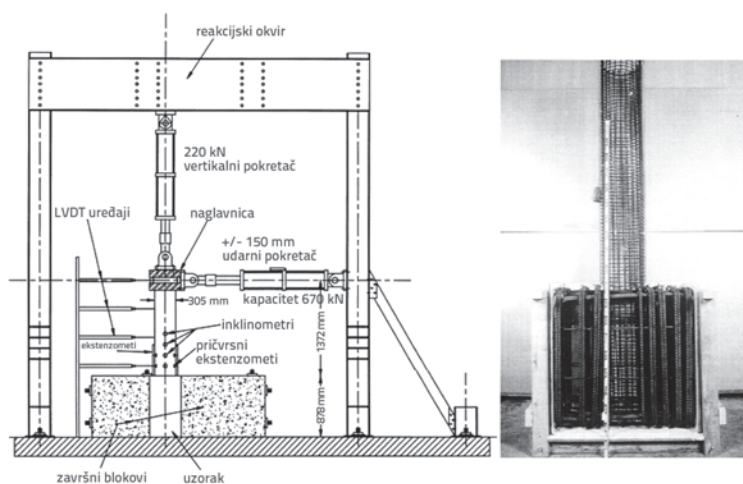
Stavka	Prototip	Model	Napomene
Uzdužna armatura	24#11 (36 mm)	21#3 (9,5 mm)	$\rho = 2\%$
Spirale	#5 (16 mm)	Žica promjera 4 mm	Glatka žica
Razmak spirala	76 mm	19 mm	$\rho_v = 0,1$
Granica popuštanja spirale	414 MPa	380 do 450 MPa	-
Promjer stupa	1220 mm	305 mm	Mjerilo $\frac{1}{4}$
Čvrstoća betona	/	Uzorak: 1,2,3 : 29 MPa Uzorak: 4,5,6 : 35,5 MPa	/
Duljina stupa	5500 mm	1372 mm	Mjerilo $\frac{1}{4}$
Zaštitni sloj	50 mm	12,5 mm	Mjerilo $\frac{1}{4}$
Oso opterećenje	3225 kN	806 kN	
Otpornost na bočno opterećenje	1550 kN	388 kN	/
Razmak uzdužne armature	100 mm	25 mm	/

Na slici 1. prikazani su detalji o preši za tlačjenje, način ispitivanja i rasporedu armature.

Potpuni niz eksperimenata s prikazom načina opterećenja prikazan je u tablici 2.

Tablica 2. Obrasci pomaka korišteni u ispitivanju

Broj uzorka	Opterećenje	Smjer X, obrazac opterećenja	Smjer Y, obrazac opterećenja	Tlocrtni prikaz opterećenja
1	Pokus monotonog naguravanja			
2	Standardni obrazac pomaka			
3	2 Δy do sloma			
4	3 Δy do sloma			
5	4 Δy do sloma			
6	5 Δy do sloma			



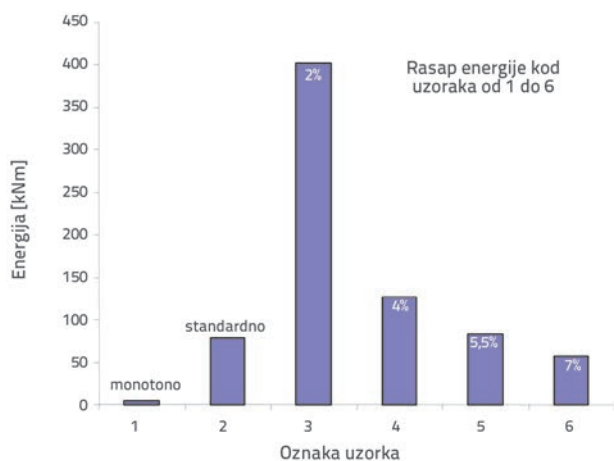
Slika 1. Detalji o tlačnoj preši, način ispitivanja i raspored armature

2.2. Odnos između kuta zaokreta i disipacije energije

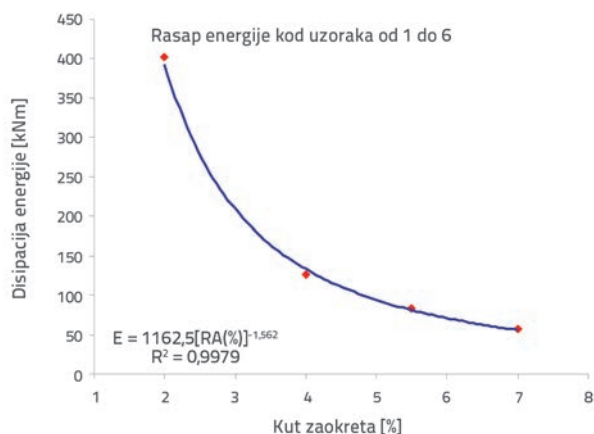
Prvi uzorak monotono je opterećen (naguravanjem) do sloma. Drugi uzorak opterećen je u tri ciklusa pri sljedećim zadanim kutovima zaokreta: 1,0 %, 1,5 %, 2,0 %, 2,5 %, 3,0 %, 4,0 %, 5 % i 6 %. Treći, četvrti, peti i šesti uzorak opterećeni su do sloma pri konstantnim kutovima zaokreta od, redom, 2,0 %, 4,0 %, 5,5 % i 7,0 %, kako je to prikazano u tablici 3. Kut zaokreta definira se kao odnos između pomaka vrha stupa i visine stupa.

Tablica 3. Prikaz vrsta opterećenja i broja ciklusa do sloma

Uzorak	Kut zaokreta [%]	Broj ciklusa do sloma
1	Monotono	/
2	Standardno	24
3	2,0	400
4	4,0	26
5	5,5	10
6	7,0	5



Slika 2. Disipacija (rasap) energije za šest uzoraka



Slika 3. Odnos između disipirane energije i kuta zaokreta

Disipacija energije zabilježena kod šest uzoraka prikazana je na slici 2. Može se uočiti da do disipacije energije uslijed

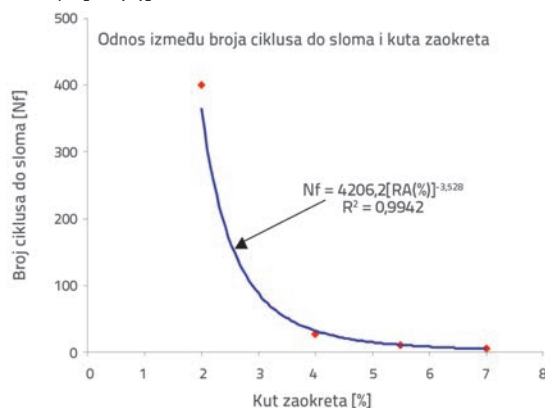
monotonog opterećenja dolazi mnogo sporije nego u slučaju cikličnog opterećenja. Disipacija energije kod uzorka pod cikličnim opterećenjem bila je između disipacije zabilježene kod uzoraka ispitanih pri konstantnim kutovima rotacije od 4 do 7 %. Kao što se jasno može uočiti na slici 3., otpornost na disipaciju energije smanjuje se s povećanjem kuta zaokreta (ovdje je kut zaokreta konstantan po visini). Sljedeća formulacija, u kojoj se disipacija energije (E), povezuje s kutom zaokreta (RA) izraženim u postocima, utvrđena je regresijskom analizom s koeficijentom korelacije od 99,8 %:

$$E(\text{kNm}) = 1162,5 [\text{RA}(\%)]^{-1,562} \quad (20)$$

2.4. Odnos između kuta zaokreta i broja ciklusa do sloma

Broj ciklusa do sloma prikazan je na slici 4. za svaki analizirani uzorak. Broj ciklusa do sloma brzo pada s povećanjem deformacije, kod kutova zaokreta od 2 do 4 %, te polako i gotovo linearno pada kod kutova zaokreta od 4 do 7 %. Broj ciklusa do sloma, N_f , može se jednostavno odrediti na bazi regresijske analize pomoću izraza (21), pri čemu je koeficijent korelacije 99,4 %.

$$N_f = 4206,2 [\text{RA}(\%)]^{-3,528} \quad (21)$$



Slika 4. Odnos između broja ciklusa do sloma i kuta zaokreta

Predložena je metoda za predviđanje disipacije energije za identični uzorak ispitivan pod bilo kojim uvjetima opterećenja, a pritom su korišteni usporedni rezultati za uzorke od 3 do 6. U našem slučaju, predloženi postupak provjeren je pomoću uzorka br. 2. Kako je uzorak br. 2 opterećen do kuta zaokreta koji se razlikovao od kuta usporednih uzoraka, izrazi (20) i (21) korišteni su za određivanje disipirane energije i broja ciklusa do sloma fiktivnih uzoraka opterećenih pod istim konstantnim kutom kao i kod uzorka br. 2. Rezultati postupka prikazani su u tablici 4. U tom ispitivanju, proračun je počeo od kuta zaokreta od 1,5 % jer je kut zaokreta pri slomu iznosio $\delta_v = 1,33$ % za uzorak br. 2. Disipirana energija analiziranog uzorka (E) može se iskazati u funkciji disipirane energije usporednih uzoraka na sljedeći način:

$$E = \sum_i \frac{N_i}{N_f} E_f \quad (22)$$

Tablica 4. Rezultati za fiktivne uzorke

Kut zaokreta [%]	N_i (proračunato)	N_i (korišteni)	Energija [kN.m] (proračunato)	Energija [kN.m] (korišteni)
1,5	1006,10	1006	617,08	617,08
2,0	364,63	400	393,72	402,53
2,5	165,94	166	277,85	277,85
3,0	87,22	88	208,99	208,99
4,0	31,61	26	133,34	125,86
5,0	14,39	15	94,10	94,10
6,0	7,56	8	70,78	70,78

gdje je N_i broj ciklusa analiziranog uzorka pri kutu zaokreta i , N_{fi} i E_{fi} su broj ciklusa i disipirana energija usporednog uzorka opterećenog pri konstantnom kutu zaokreta i . U našem slučaju, uzorak br. 2 opterećen je u tri ciklusa za svaki zadani kut zaokreta, tj. $N_i = 3$.

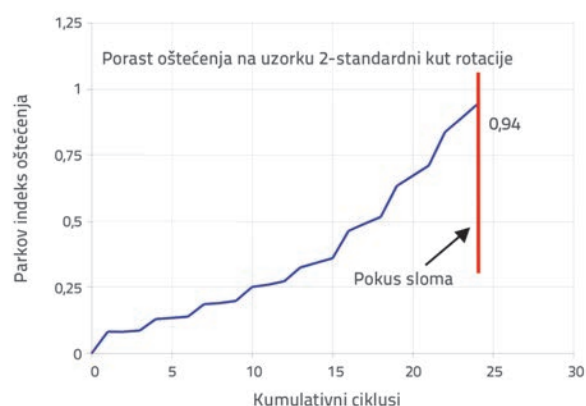
Primjenom jednadžbe (22) na uzorak br. 2, utvrđeno je da disipirana energija iznosi $E_{eq} = 76,9$ kNm. Taj rezultat predstavlja 97 % disipirane energije uzorka 2 dobivene izravnim ispitivanjem, $E_{test} = 79,3$ kNm. Dakle, disipacija energije uzorka ispitivanog pod bilo kojim cikličnim opterećenjem može se jednostavno ocijeniti ako je poznat odnos između energije-kuta zaokreta i broja ciklusa do sloma s jedne strane, i krivulja kuta zaokreta s druge. Indeks oštećenja (DI) uzorka br. 2 ocijenjen je i pomoću broja ciklusa do sloma usporednih uzoraka. Minerovo pravilo linearnog oštećenja može se iskazati izrazom (23), pri čemu su vrijednosti N_i i N_{fi} ranije navedene kako slijedi:

$$D = \sum_i \frac{N_i}{N_{fi}} \quad (23)$$

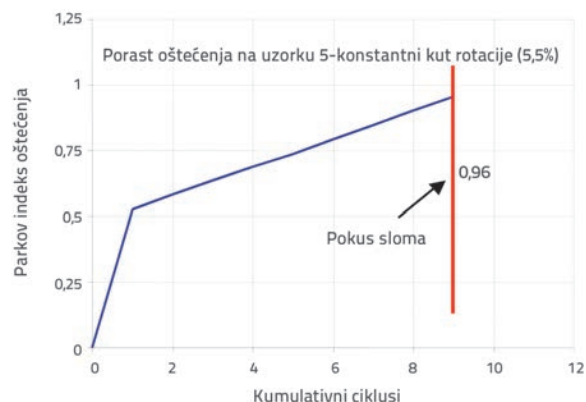
Vrijednosti N_i i N_{fi} su ranije navedene veličine. Vrijednost oštećenja $DI = 0,75$ uzorka br. 2, koja odgovara jako oštećenom stanju, prikazana je u jednadžbi (23). Ta se vrijednost podudara sa zabilježenim oštećenjem [33]. Sve se to može sažeto prikazati kako slijedi:

- Popuštanje se dogodilo pri pomaku od približno 20 mm, što odgovara kutu zaokreta od 1,4 %.
- Odlamanje zaštitnog sloja zabilježeno je pri katnom pomaku od 3 %.
- Pukotine su se širile do visine od 225 mm, što odgovara veličini od 0,74 promjera stupa.
- Manje izvijanje registrirano je pri kutu rotacije od 4 %.
- Otkazivanje uzorka dogodilo se pri kutu zaokreta otprilike od 6 %, nakon sloma spirale u području plastičnog zgloba.

Napredovanje oštećenja uzorka br. 2, ispitano pod standardnim uvjetima opterećenja, prikazano je na slici 5. Maksimalni analitički indeks oštećenja, izračunan pomoću modela koji su predložili Park i dr., iznosio je 0,94, što je u blizini stanja rušenja prema klasifikaciji oštećenja koju predlaže Park [16]. Na kraju cikličnog opterećenja, analitički indeksi oštećenja uzoraka 5 i 6 iznosili su 0,96 tj. 0,94, kao što je prikazano na slikama 6. i 7. Te vrijednosti točno predstavljaju stanje oštećenja uzoraka koji su se nalazili blizu otkazivanja na kraju ispitivanja.



Slika 5. Napredovanje oštećenja na uzorku br. 2



Slika 6. Napredovanje oštećenja na uzorku br. 5



Slika 7. Napredovanje oštećenja na uzorku br. 6

3. Predloženi indeks oštećenja

Ovdje je potrebno napomenuti da se u indeksu oštećenja koji su predložili Park i dr. procjenjuje stanje oštećenja uzoraka 3 i 4, kao što se to može vidjeti na slikama 8 i 9. Nakon 150 ciklusa, uzorak 3 još uvijek je podnosio opterećenje bez ikakve oštećenja. Izračunani indeks oštećenja iznosio je 1,0 za to stanje, što bi prema Parkovoj klasifikaciji odgovaralo stanju sloma. Na kraju ispitivanja, u stanju sloma, indeks oštećenja prema Parku i suradnicima iznosio je 2,49 za uzorak br. 3 opterećen pri konstantnom kutu zaokreta od 2 %, tj. 1,10 za uzorak br. 4 opterećen pri kutu rotacije od 4 % do sloma.

U ovom slučaju trebalo bi promijeniti indeks oštećenja koji je predložio Park i suradnici kako bi se u obzir uzela pojava zamora. To se može napraviti mijenjanjem faktora β koji je zadan u Parkovoj formuli indeksa oštećenja. Osim toga, nova formulacija u obzir uzima i obrazac opterećenja.

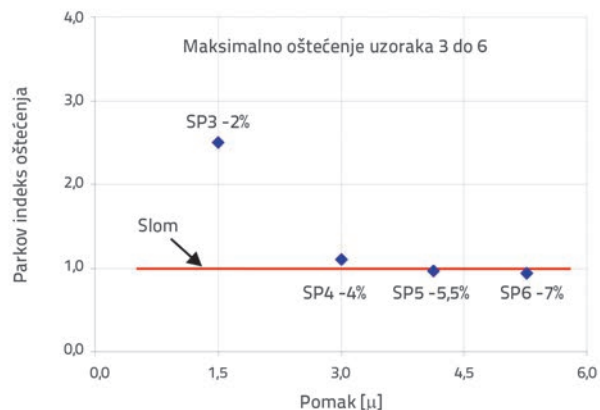


Slika 8. Napredovanje oštećenja uzorka br. 3



Slika 9. Napredovanje oštećenja uzorka br. 4

Očito je da se u modelu oštećenja koji predlažu Park i suradnici vjerojatno procjenjuje indeks oštećenja za uzorke opterećene pri niskim kutovima zaokreta ili pri ispitivanju niskocikličnog zamora, kao što je to prikazano na slici 10.



Slika 10. Sažeti prikaz izračunatog indeksa oštećenja kojeg predlažu Park i dr.

Predlaže se nova formulacija koeficijenta β_e u kojoj se u obzir uzimaju rezultati pokusa niskocikličnog zamora primjenom indeksa oštećenja određenih za uzorke 3 i 4.

Kako je maksimalno oštećenje ograničeno na $D_f=1,0$, može se primijeniti izraz (24):

$$D_i = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta'_e \frac{\int dE}{\delta_u F_y} \quad (24)$$

gdje je β'_e vrijednosti koja odgovara krajnjem stanju oštećenja $D_f=1,0$. Vrijednost β'_e može se odrediti kako slijedi:

$$\beta'_e = \beta_e - \frac{D_i - D_f}{\int dE / (\delta_y F_y)} \quad (25)$$

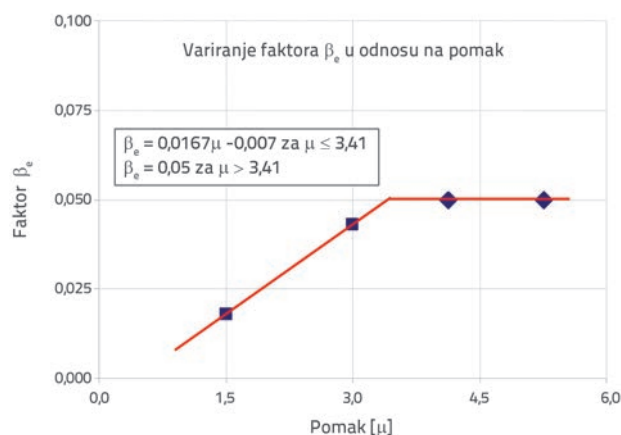
Novopredložena krivulja varijacije koeficijenta β_e prikazana je na slici 11. Uzlazna grana krivulje predstavlja varijaciju β_e za ispitivanje niskocikličnog zamora prema izrazu (25), a ravna linija predstavlja prvobitnu konstantnu vrijednost koju su predložili Park i dr. [16].

Kao što se može vidjeti na slici 11., potrebno je predvidjeti smanjenje β_e za duktilnost s obzirom na pomak $\mu \leq 3,41$. Ta vrijednost predstavlja sjecište uzlazne grane i konstantne grane u odnosu $\beta_e - \mu$.

Što se tiče duktilnosti s obzirom na pomak, nova formulacija β_e može se iskazati na sljedeći način:

$$\begin{aligned} \beta_e &= 0,0167\mu - 0,007 \quad \text{za } \mu \leq 3,41 \\ \beta_e &= 0,05 \quad \text{za } \mu > 3,41 \end{aligned} \quad (26)$$

Međutim, za poboljšanje formulacije (26) potrebna su dodatna istraživanja i ispitivanja. Za te je potrebe u sljedećem poglavlju odabrano jedanaest (11) uzoraka koji su podvrgnuti cikličnom opterećenju, te je primijenjena formulacija poboljšanja indeksa oštećenja (DI). Nakon toga je provedena usporedba sa stanjem oštećenja uzoraka tijekom eksperimentalnih ispitivanja.

Slika 11. Predložena krivulja za varijaciju veličine β_e

4. Analiza oštećenja: Primjena

U ovom se poglavlju izračunava indeks oštećenja na temelju predložene formulacije prikazane u izrazu (24). Za te je potrebe iz baze podataka koju je izradio M.O. Eberhard sa Sveučilišta u Washingtonu pomno izabrano jedanaest (11) uzoraka, kao što je to prikazano u tablici 5. Korelacija između indeksa oštećenja i razine oštećenja istražena je za sve uzorke (tablica 6.) [34-37].

Izračunano oštećenje dobro se podudaralo s oštećenjima registriranim tijekom ispitivanja svih uzoraka, kao što je prikazano u tablici 6. Može se uočiti da izračunani indeks oštećenja ima vrijednost veću od 0,8 kod uzoraka na kojima je zabilježeno određeno izvijanje uzdužne armature.

Tablica 5. Geometrijske karakteristike, opterećenje i koeficijenti armiranja odabranih stupova

Uzorak	f_c [MPa]	Osno opterećenje [kN]	Geometrijske karakteristike				Koeficijenti armiranja	
			B [mm]	H [mm]	L [mm]	Konfiguracija	Uzdužna	Poprečna
01	44	2112	400	400	1600	DE	0,0150	0,012
02	44	2112	400	400	1600	DE	0,0150	0,008
03	41	3280	400	400	1600	DE	0,0150	0,007
04	40	3200	400	400	1600	DE	0,0150	0,003
05	34	1782	350	350	1645	C	0,0190	0,01
06	34	1782	350	350	1645	C	0,0190	0,02
07	39	4368	400	400	1600	DE	0,0150	0,007
08	34	831	350	350	1645	C	0,0190	0,02
09	25,3	450	400	400	1400	C	0,0210	/
10	27,1	675	400	400	1400	C	0,0210	/
11	26,8	900	400	400	1400	C	0,0210	/

DE: dvostruka zakrivljenost; C: konzolna
Napomene: Oštećenje uočeno tijekom eksperimentalnih ispitivanja (gnječenje betona i izvijanje armature) prikazano je za odgovarajući pomak [32].

Tablica 6. Zabilježena oštećenosti i proračunani indeks oštećenosti

Eksperimentalni rezultati [32]			Analitički rezultati		
Uzorak	Gnječenje [mm]	Izvijanje uzdužne armature [mm]	Predloženi indeks oštećenosti (DI)	Klasifikacija	
01	34,2	68,4	0,88	D > 0,8	Otkazivanje stupa
02	30,6	44,9	0,85		
03	18,5	0	0,79		
04	18,5	0	0,69	0,4 < D < 0,8	Značajno gnječenje betona
07	12,3	0	0,70		
05	32,9	0	0,51		
06	32,9	82,3	0,83	D > 0,8	Otkazivanje stupa
08	32,9	0	0,79	0,4 < D < 0,8	Značajno gnječenje betona
09	42,5	0	0,78		
10	37	104	0,92	D > 0,8	Otkazivanje stupa
11	36	111	0,95		

5. Zaključak

U radu se daje pregled dostupnih postupaka određivanja indeksa oštećenja. Autori Park i Ang [16] predložili su svoj indeks oštećenja uzimajući u obzir promjene pomaka i energije tijekom potresa; taj se koncept i danas najviše primjenjuje u praksi. Osnovni nedostaci su činjenica da se pozitivan broj dobiva čak i kada je konstrukcija još uvijek u elastičnom području, a osim toga, nema ni gornje granice indeksa oštećenja, tj. u prirodi rezultati postaju nepredvidivi kada se konstrukcija počne približavati stanju sloma. U modelu oštećenja koji

predlažu Park i Ang indeks oštećenja se precjenjuje kada se radi o uzorcima opterećenima pri malim kutovima zaokreta ili u pokusu niskocikličnog zamora. Predloženi koncept sadrži izmijenjenu formulaciju koeficijenta koja u obzir uzima rezultate pokusa niskocikličnog zamora i duktilnost s obzirom na pomak. Spomenuto poboljšanje indeksa oštećenja udovoljava osnovnim zahtjevima za odgovarajući model oštećenja te iskazuje racionalne vrijednosti indeksa oštećenja. Međutim, potrebna su dodatna istraživanja kako bi se potvrdio ovaj pristup jer se ipak bazira na ograničenom broju analiziranih uzoraka.

LITERATURA

- [1] Kappos, A.J., Stylianidis, K.C., Michailidis, C.N., Athanassiadou, C.J.: Development of Earthquake Damage Scenarios using a Comprehensive Analytical Method. Proc. of the 10th World Conf. on Earthquake Engng, 10 (1992), pp. 6013-6018.
- [2] Mises, H.L.A.: Seismic Performance and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames and Shear Wall Residential Buildings in Puerto Rico, PhD. Thesis, Univ of Puerto Rico, 2007.
- [3] Golafshani, A.A., Bakhshi, A., Tabeshpour, M.R.: Vulnerability and Damage Analysis of Existing Buildings, Asian Journal of Civil Engineering, 1 (2005) 6, pp. 85-100.
- [4] Williams, M.S., Sexsmith, R.G.: Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art Review. Earthquake Spectra, 11 (1995) 2, pp. 319-349.
- [5] ASCE, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Prepared for Federal Emergency Management Agency, FEMA Publication No. 356. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [6] Roufaiel, M.S.L., Meyer, C.: Analysis of damaged concrete frame buildings. Technical Report No. NSF-CEE-81-21359-1, Columbia University, New York, 1981.
- [7] Banon, H., Biggs, J.M., Irvine, H.M.: Seismic damage in reinforced concrete members. Journal of Structural Engineering, 107 (1981) 9, pp. 1713-1729.
- [8] Roufaiel, M.S.L., Meyer, C.: Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, 113 (1987) 3, pp. 429-444.
- [9] DiPasquale, E., Ju, J.W., Askar, A.: Relation between global damage indices and local stiffness degradation, Journal of Structural Engineering, 116 (1990) 5, pp. 1440-1456.
- [10] Kim, T.H., Lee, K.M., Chung, Y.S.: Seismic damage assessment of reinforced concrete bridge columns. Engineering Structures, 27 (2005), pp. 576-592.
- [11] Massumi, A., Moshtagh, E.: A new damage index for RC buildings based on variations of nonlinear fundamental period, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2010.
- [12] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., Biddah, A.: Response-based damage assessment of structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 28 (1999), pp. 79-104.
- [13] Powell, G.H., Allahabadi, R.: Seismic damage prediction by deterministic methods: Concepts and procedures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16 (1988), pp. 719-734.
- [14] Mergos, P.E., Kappos, A.J.: Seismic damage analysis including inelastic shear-flexure interaction. Bulletin of Earthquake Engineering, 8 (2009), pp. 27-46.
- [15] Banon, H., Veneziano, D.: Seismic safety of reinforced members and structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10 (1982) 2, pp. 179-193.
- [16] Park, Y.J., Ang, A.H.S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, 111 (1985) 4, pp. 722-739.
- [17] Tabeshpour, M.R., Bakhshi, A., Golafshani, A.A.: Vulnerability and damage analyses of existing buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- [18] Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M., Lobo, R.F.: IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures, Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
- [19] Fardis, M.N., Economu, S.N., Antoniou, A.N.: Damage measures and failure criteria - Part I, Contribution of University of Patras Final Report of Cooperative research on the seismic response of reinforced concrete structures - 2nd Phase, 1993.
- [20] Ghobarah, A., Aly, N.M.: Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings. Journal of Earthquake Engineering, 2 (1998) 4, pp. 569-592.
- [21] Bozorgnia, Y., Bertero, V.V.: Evaluation of damage potential of recorded earthquake ground motion. Seismological Research Letters, 72 (2001) 2, pp. 233.
- [22] Bassam, A., Iranmanesh, A., Ansari, F.: A simple quantitative approach for post earthquake damage assessment of flexure dominant reinforced concrete bridges, Engineering Structures, 33 (2011), pp. 3218-3225.
- [23] Ghosh, S., Datta, D., Katakdhond, A.A.: Estimation of the Park-Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems, Engineering Structures, 33 (2011), pp. 2509-2524.
- [24] Yüksel, E., Sürmeli, M.: Failure analysis of one-story precast structures for near-fault and far-fault strong ground motions, Bulletin of Earthquake Engineering, 8 (2010), pp. 937-953.
- [25] Stephens, J.E.: A damage function using structural response measurements, Structural Safety Journal, 5 (1985), pp. 22-39.

- [26] Reinhorn, A.M., Valles, R.E.: Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach, Report No. NCEER-95-xxxx, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1995.
- [27] Fajfar, P.: Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21 (1992), pp. 837-848.
- [28] Cosenza, E., Manfredi, G., Ramasco, R.: The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22 (1993) 10, pp. 855-868.
- [29] Rodriguez, M.E., Padilla, D.: A damage index for the seismic analysis of reinforced concrete members. *Journal of Earthquake Engineering*, 13 (2009) 3, pp. 364-383.
- [30] Teran-Gilmore, A., Jirsa, J.O.: A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue, *Earthquake spectra*, 21 (2005) 3, pp. 803-832.
- [31] Teran-Gilmore, A., Sanchez-Badillo, A., Espinosa-Johnson, M.: Performance-based seismic design of reinforced concrete ductile buildings subjected to large energy demands, *Earthquakes and Structures*, 1 (2010) 1, pp. 69-91.
- [32] Berry, M., Parrish, M., Eberhard, M.: PEER structural performance database user's manual (version 1.0), University of California, Berkeley, 2004.
- [33] Kunnath, S.K.: Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers. Techn. Rep. NCEER 97-0006, State Univ. of New York, Buffalo, 1997.
- [34] Soesianawati, M.T., Park, R., Priestley, M.J.N.: Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns. Report 86-10, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, March, 1986, 208 pages.
- [35] Watson, S., Park, R.: Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility. Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, January, 1989, 232 pages.
- [36] Saatcioglu, M., Grira, M.: Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids. *American Concrete Institute, ACI Structural Journal*, 96 (1999) 1, pp. 29-39.
- [37] Mo, Y.L., Wang, S.J.: Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 126 (2000) 10, pp. 1122-1130.